بررسی شکل‌پذیری قاب‌های فولادی مهاربندی شدهٔ ضربدری واقع در دو دهانهٔ میانی مجاور هم*

اباذر اصغری[۱]

چکیده *در این تحقیق برای ارزیابی شکل‌پذیری قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری واقع در دو دهانهٔ میانی مجاور هم، ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای هم‌گرای معمولی و ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای هم‌گرای ویژه مورد مطالعه قرار گرفته است. در قاب‌های مهاربندی شده ضربدری معمولی، با وجود آن‌که در اکثر قاب‌ها، سازه تغییرمکان هدف را تجربه نمی‌نماید، لیکن به‌دلیل بالاتر بودن سطح نیروهای طراحی این نوع قاب‌ها، شکل‌پذیری مورد نیاز تأمین می‌شود. نتایج به‌دست آمده از این تحقیق نشان می‌دهد که ضریب رفتار پیشنهاد شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران (R=۵/۵) برای مهاربندهای ضربدری ویژه منطقی‌تر از ضریب رفتار پیش‌بینی شده در آئین‌نامهٔ ASCE7 (R=۶) است. بر اساس نتایج این تحقیق، ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شدهٔ ضربدری ویژه و دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ۱۰ طبقه)، برابر ۵ پیشنهاد می‌شود.*

واژه‌های کلیدی ضریب کاهش شکل‌پذیری؛ مهاربندهای همگرا؛ تحلیل بارافزون؛ تغییرمکان هدف، ضریب رفتار.

Ductility Evaluation of X-Braced Steel Frames which are Braced in Two Adjacent Middle Bays

A. Asghari

Abstract *In this study, for evaluating ductility of ordinary concentrically braced frames (OCBFs) and special concentrically braced frames (SCBFs) which are X- braced in two adjacent middle spans, 16 steel ordinary concentrically braced frames and 16 special concentrically braced frames are studied. The results confirm that, although most of ordinary concentrically braced frames, which are X-braced, cannot experience the corresponding target displacement, but because of their high designing force level expected ductility can be obtained. Also results confirm that the response modification factor of SCBFs which is proposed by Iranian seismic design code (2800 standard forth edition), R=5.5, is more logical than ASCE's one, R=6. According to the results, the response modification factor of 5 is proposed for special concentrically braced frames, which have an analytical period of more than one second (frames more than 10 stories).*

Keywords Ductility Reduction Factor; Concentrically Braced Frame; Pushover Analysis; Target Displacement

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۱۲/۲۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۷/۲۹ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول، استادیار، دانشکده مهندسی عمران ، دانشگاه صنعتی ارومیه.

مقدمه

به‌طور کلی باور عمومی طراحان ساختمان‌ها و آئین‌نامه‌نویسان برای تأمین اهداف موردنظر در برابر زلزله‌های شدید آن است که، اگر طراحی به‌گونه‌ای باشد که در هنگام وقوع زلزلهٔ شدید، رفتار سازه در محدودهٔ الاستیک نگه داشته شود، طرح حاصل به یک طرح غیراقتصادی منتهی می‌شود. به‌همین دلیل در اکثر آئین‌نامه‌های زلزله، در زلزله‌های شدید ورود رفتار سیستم‌های سازه‌ای به مرحلهٔ غیرالاستیک امری منطقی و ضروری فرض شده است و متخصصان معتقدند که، یک سازهٔ ساختمانی، در صورتی‌که قادر باشد در اثر تکان‌های شدید در محدودهٔ غیرالاستیک تغییرمکان دهد، می‌تواند مقدار زیادی انرژی ناشی از زلزله را مستهلک کند و اهداف مورد نظر را تأمین نماید.

راه حل عمومی برای ارزیابی رفتار غیرالاستیک سیستم‌های سازه‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی آنهاست [1]. ولی از آن‌جا که این‌گونه تحلیل‌ها نسبتاً پیچیده، زمان‌گیر و مستلزم صرف هزینه‌های نسبتاً زیادی است و تفسیر نتایج به‌دست آمده از این‌گونه تحلیل‌ها مستلزم داشتن تخصص کافی می‌باشد، لذا در اکثر آئین‌نامه‌های طراحی منظور کردن رفتار غیرالاستیک در تحلیل‌های الاستیک از طریق معرفی یک ضریب کاهنده (1/R) در تعیین مقدار نیروی زلزله صورت می‌گیرد [2]. معایب تحلیل الاستیک براساس نیروی کاهش یافته با ضریب 1/R در آن است که، اولاً تخمین مقاومت واقعی سازه و مقایسهٔ R واقعی طرح با R پیشنهاد شده در آئین‌نامه، برای طراح امکان‌پذیر نیست؛ ثانیاً مقادیر دقیق تغییرمکان‌های غیرالاستیک را نمی‌توان از تحلیل الاستیک تعیین نمود.

در تحقیق حاضر تلاش شده است ابتدا با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری و واقع در دو دهانهٔ میانی مجاور هم مورد ارزیابی قرار گیرد، سپس مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری به‌دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی با ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نیاز مقایسه گردد و در پایان به این سؤال پاسخ داده شود که آیا این نوع قاب‌های ساختمانی شکل‌پذیری مورد نیاز را تأمین می‌کنند یا نه، و برای بهبود رفتار این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای چه راهکارهایی باید اندیشیده شود.

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرا

قاب‌های ساختمانی ساده توأم با با مهاربندهای همگرا یکی از قدیمی‌ترین سیستم‌های سازه‌ای به‌شمار می‌رود که از گذشتهٔ نسبتاً دور مورد توجه مهندسان طراح قرار گرفته است. یکی از نگرانی‌های اصلی در این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای کمانش اعضای مهاربندی در هنگام زلزله و در نتیجه کاهش شکل‌پذیری این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای می‌باشد [3, 4]. در سال‌های اخیر برای جلوگیری از کمانش اعضای مهاربندی و نیز افزایش شکل‌پذیری این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای مطالعات گسترده‌ای صورت گرفته است. یانگ و ناکاشیما [5] در مطالعات خود نشان دادند که استفاده از مهاربندهای همگرای کمانش‌ناپذیر می‌تواند رفتار چرخه‌ای این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای را بهبود بخشد و در نتیجه شکل‌پذیری آنها را افزایش دهد. مفید و لطف‌الهی [6] نیز در مطالعات خود نشان دادند که استفاده از مهاربندهای زانویی در صورتی‌که طراحی آنها به‌گونه‌ای باشد که عضو زانویی در برش تسلیم شود، می‌تواند از کمانش مهاربندها جلوگیری نماید و باعث استهلاک انرژی ناشی از زلزله گردد. بلندرا و هیانگ [7] در مطالعات خود دریافتند که ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش شکل‌پذیری مهاربندهای همگرای X شکل با ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش شکل‌پذیری مهاربندهای همگرای شورن به‌شکل V معکوس، تقریباً یکسان است. آنها هم‌چنین مشاهده نمودند که ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده همگرا (ضربدری و شورن) با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابد. این محققان هم‌چنین

نشان دادند که، برای قاب‌های مهاربندی شدهٔ ۳، ٦ و ۱۰ طبقه، ضریب کاهش شکل‌پذیری عموماً بین ۳/۵ تا ۸/۵ تغییر می‌کند. جینکو کیم و هینهون چوی [8] نیز در مطالعات خود نشان دادند که ضریب اصلاح پاسخ قاب‌های مهاربندی شدهٔ شورن اکثراً کوچک‌تر از مقدار پیش‌بینی شده در کدهای طراحی است. ماهری و اکبری [9] نیز در مطالعات خود نشان دادند که، با اضافه کردن دهانه‌های مهاربندی به قاب‌های خمشی بتنی، ضریب کاهش شکل‌پذیری آنها به‌طور چشمگیر افزایش می‌یابد. محمودی و زارعی [10] نشان دادند که ضریب کاهش شکل‌پذیری مهاربندهای کمانش‌ناپذیر (BRBF) بیش از مهاربندهای همگرا (CBF) است. هم‌چنین آنها دریافتند که تعداد دهانه‌های مهاربندی و نیز ارتفاع ساختمان تأثیر مستقیمی بر روی ضریب کاهش شکل‌پذیری دارند. عسگریان و شکرگزار [11] ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده با مهاربندهای همگرا را با استفاده از روش‌های تحلیل بارافزون و تحلیل دینامیکی تاریخچهٔ زمانی مورد بررسی قرار دادند و نشان دادند که نتایج روش‌های تحلیل بارافزون و تحلیل دینامیکی تاریخچهٔ زمانی انطباق نزدیکی با یکدیگر دارند.

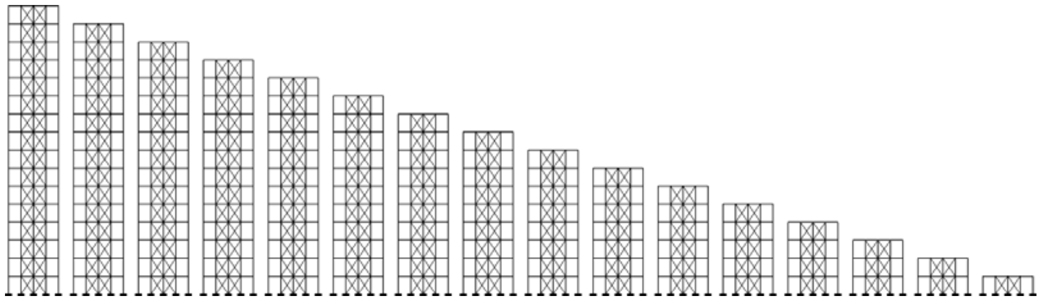
متناسب با نتایج به‌دست آمده از مطالعات صورت گرفته بر روی این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای و نیز مشاهدات صورت گرفته از مکانیزم‌های خرابی آنها چه در آزمایشگاه‌ها و چه در اثر زلزله‌های صورت گرفته، آئین‌نامه‌ها نیز تلاش نموده‌اند تا حدودی ضعف‌های این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای را پوشش دهند. به‌همین منظور ویرایش چهارم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و نیز آئین‌نامهٔ AISC341-10 ضمن معرفی قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی و ویژه، برای هر کدام از آنها الزامات خاصی ارائه نموده‌اند [12,13]. مطابق این آئین‌نامه‌ها برای طراحی لرزه‌ای اعضای تیرها، ستون‌ها و مهاربندها در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ضربدری معمولی رعایت ضابطهٔ تکمیلی خاصی الزامی نیست. لیکن در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ضربدری ویژه، مطابق بند (۱۰-۳-۱۱-۲) مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش سال ۱۳۹۲، مقاومت‌های طراحی تیرها و ستون‌ها نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شوند.

الف) تحلیلی که در آن نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1/14F_{cre}A_g$ فرض می‌شود. ب) تحلیلی که در آن نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری $0/3\times1/14\ F_{cre}A_g$ فرض می‌شود. که در آن $R_yF_yA_g$ نیروی مورد انتظار مهاربندهای کششی؛ $1/14\ F_{cre}A_g$ نیروی مورد انتظار مهاربندهای فشاری؛ A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی؛ F_y تنش تسلیم تعیین شدهٔ فولاد؛ R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار فولاد به حداقل تنش تسلیم تعیین شده، به‌منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز؛ F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش، که در محاسبهٔ آن به‌جای F_y از F_{ye} استفاده می‌شود؛ F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار فولاد و برابر R_yF_y.

معرفی قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق

در این تحقیق برای ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری فولادی و واقع در دو دهانهٔ میانی مجاور هم، از ۱٦ قاب ساختمانی یک تا ۱٦ طبقه استفاده شده است (شکل ۱). فرضیات به‌کار رفته در تحلیل و طراحی این قاب‌ها عبارتند از:

- تعداد دهانهٔ قاب‌ها ٤، طول دهانه‌ها برابر ۵ متر، ارتفاع طبقات برابر ۳/٤ متر و بار مرده و زندهٔ وارد بر تیرها به‌ترتیب برابر ۲/۸ و ۰/٦ تن بر متر طول در نظر گرفته شده است.



شکل ۱ قاب‌های مهاربندی شدهٔ ضربدری از یک تا ١٦ طبقه و واقع در دو دهانه میانی مجاور هم

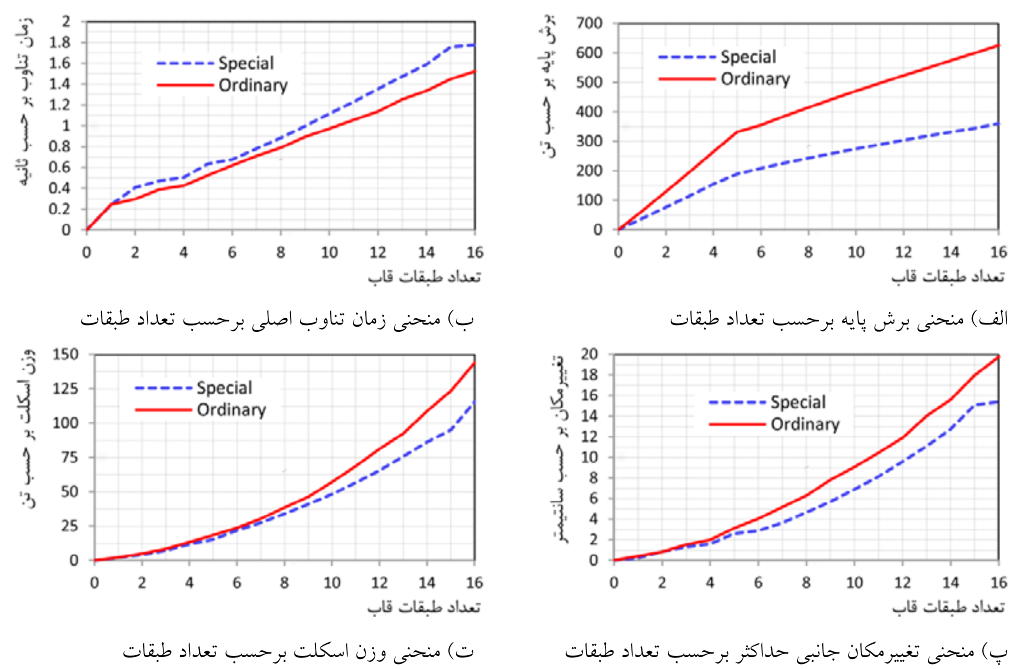
- بارگذاری زلزله مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) صورت گرفته است [2].
- فرض شده است این قاب‌ها جزء سیستم باربر جانبی یک ساختمان سه‌بعدی است و وزن مؤثر لرزه‌ای آنها ٤ برابر وزن بارهای مرده و زندهٔ وارد بر آنها است.
- تحلیل و طراحی قاب‌ها به‌کمک نرم‌افزار ETABS ورژن 9.7.3 و براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ و به‌روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) صورت گرفته است [12,15].

مطابق مطالب ارائه شده در بخش ۲، برای تحلیل و طراحی لرزه‌ای ١٦ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی رعایت ضابطهٔ تکمیلی خاصی الزامی نیست و این ١٦ قاب براساس ضریب رفتار ۳/۵ طوری طراحی شده‌اند که نسبت مقاومت مورد نیاز به مقاومت طراحی در کلیهٔ اعضا مساوی و یا کوچک‌تر از یک باشد. رعایت ضابطهٔ تکمیلی ارائه شده در بخش ۲ برای ١٦ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه بدین طریق صورت گرفته است که پس از آن‌که سازه براساس آئین‌نامه‌های بارگذاری زلزله با ضریب رفتار ۵/۵ و آئین‌نامه‌های طراحی، طراحی گردیدند، ابتدا مهاربندها از مدل حذف گردیده و برای جلوگیری از ناپایداری سیستم کف‌های سازه در برابر حرکت جانبی مقید گردیده‌اند. سپس با اعمال نیروهای لرزه‌ای ارائه شده در راستای امتداد مهاربندهای کششی و فشاری، قاب‌ها در حضور بارهای ثقلی ضریبدار مورد تحلیل و طراحی مجدد قرار گرفته‌اند[12].

در شکل (۲) برش پایه، زمان تناوب اصلی، تغییرمکان جانبی حداکثر و وزن اسکلت قاب‌های مهاربندی شده همگرا در دو حالت معمولی و ویژه نمایش داده شده است. همان‌گونه که از نمودارهای شکل (۲) پیداست، در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی برش پایه حدوداً به نسبت ۵/۵ به ۳/۵ یعنی حدوداً ١/٦ برابر برش پایه در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه است. اما این به این معنا نیست که وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر نیز حدوداً به همین میزان با هم اختلاف خواهند داشت. زیرا در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ویژه رعایت الزامات تکمیلی لرزه‌ای معادل افزایش هدفدار برش پایه است. هم‌چنین، تأمین الزامات لرزه‌ای در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه موجب نشده است که وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر از وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی فراتر رود. به عبارت دیگر، می‌توان گفت که در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر عموماً کوچک‌تر از وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای

همگرای معمولی است. مطابق نمودار شکل (۲–ت) میزان صرفه‌جویی مصالح در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ویژه نسبت به مهاربندهای همگرای معمولی حدوداً ۱۵ الی ۲۵ درصد است. نکتهٔ دیگری که از نمودارهای شکل (۲–ب) مشاهده می‌شود این است که زمان تناوب اصلی (زمان تناوب مود اول) قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه همواره بزرگ‌تر از زمان تناوب اصلی قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی است. به عبارت دیگر، قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه همواره انعطاف‌پذیرتر از قاب‌های با مهاربندهای همگرای معمولی است. البته علی‌رغم انعطاف‌پذیر بودن قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه نسبت به مهاربندهای همگرای معمولی، تغییرمکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه همواره کمتر از تغییرمکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی است و دلیل آن تأثیر گذاری بیشتر افزایش برش پایه در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی نسبت به قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه است.

بعد از ارزیابی برخی از پاسخ‌های الاستیک، اکنون نوبت به پاسخ به این پرسش رسیده است که، کدامیک از سیستم‌های سازه‌ای قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی و ویژه، شکل‌پذیری پیشنهاد شده در آئین‌نامه‌های طراحی را بهتر تأمین می‌کنند. در بخش‌های بعدی این تحقیق به این موضوع پرداخته خواهد شد.



الف) منحنی برش پایه برحسب تعداد طبقات

ب) منحنی زمان تناوب اصلی برحسب تعداد طبقات

پ) منحنی تغییرمکان جانبی حداکثر برحسب تعداد طبقات

ت) منحنی وزن اسکلت برحسب تعداد طبقات

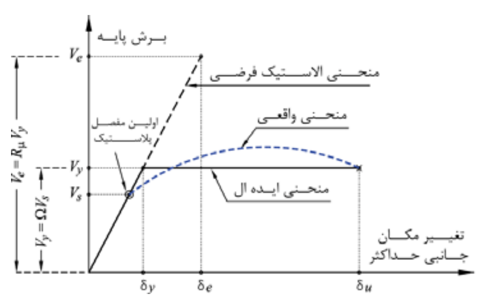
شکل ۲ مقایسهٔ برش پایه، زمان تناوب اصلی، تغییرمکان جانبی حداکثر و وزن اسکلت قاب‌های مهاربندی شدهٔ ضربدری معمولی و ویژه

ضریب کاهش شکل‌پذیری و مطالعات گذشته

روش‌های محاسبهٔ سازه‌های مقاوم در برابر زلزله با قبول این اصل که سازه در زلزله‌های شدید تحت اثر تغییرشکل‌های بالای حدالاستیک قرار می‌گیرد، قابلیت تغییرشکلی را که در منطقهٔ غیرالاستیک وجود دارد، معیار شکل‌پذیری کلی قرار می‌دهند و آن را با ضریب μ بیان می‌نمایند، که برحسب تعریف عبارت است از نسبت تغییرشکل حداکثر قابل استفاده (بدون خرابی) به تغییرشکل نظیر تسلیم کلی سازه.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \qquad (١)$$

در اکثر آئین‌نامه‌های زلزله، ضریب R به‌عنوان ضریب رفتار ساختمان نام‌گذاری شده و در برگیرندهٔ آثار عواملی از قبیل درجهٔ نامعینی، اضافه مقاومت موجود و شکل‌پذیری در سازه است. تأثیر این عوامل در پاسخ عمومی سازه به‌همراه پاسخ الاستیک فرضی به‌طور ترسیمی در شکل (٣) برای سازه‌هایی که براساس روش‌های حدی نهایی طراحی می‌شوند، نمایش داده شده است.



شکل ٣ پاسخ غیر الاستیک و پاسخ الاستیک فرضی

مطابق شکل (٣) ضریب رفتار نهایی از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد.

$$R = \Omega R_\mu \qquad (٢)$$

که در آن Ω = ضریب اضافه مقاومت می‌باشد و عبارت است از نسبت نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم (یا نیرویی متناظر با تغییرمکان هدف) به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه.

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \qquad (٣)$$

این ضریب به عوامل گوناگونی از قبیل درجات نامعینی سازه و امکان باز پخش نیروهای داخلی اعضا، مقاومت‌های بالاتر از حد مشخص شدهٔ مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش‌ها، محدودیت‌های آئین‌نامه‌ای بر روی تغییرمکان‌های جانبی، ضوابط حداقل آئین‌نامه‌ای برای ابعاد و جزئیات قطعات، اثرات اجزای غیرسازه‌ای و غیره دارد. در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و نیز در آئین‌نامهٔ ASCE7 مقدار Ω برای قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرا برابر ٢ فرض شده است.

R_μ = ضریب کاهش شکل‌پذیری. مطابق شکل (٣) ضریب کاهش شکل‌پذیری عبارت است از نسبت نیروی نهایی وارد بر سازه در صورتی که رفتار سازه الاستیک فرض شود به نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم یا نیرویی متناظر با تغییرمکان هدف، هر کدام که کوچک‌تر باشد.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \qquad (٤)$$

در صورتی‌که ضریب اضافه مقاومت قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرا برابر ٢ فرض شود، در این‌صورت مطابق استاندارد ٢٨٠٠ ایران حداقل ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نیاز در این نوع قاب‌های ساختمانی از روابط زیر تعیین می‌شود.

الف) برای مهاربندهای همگرای معمولی:

$$R = 3.5 \;\Rightarrow\; R_\mu \geq \frac{3.5}{2} \;\Rightarrow\; R_\mu \geq 1.75 \qquad (٥)$$

ب) برای مهاربندهای همگرای ویژه:

$$R = 5.5 \;\Rightarrow\; R_\mu \geq \frac{5.5}{2} \;\Rightarrow\; R_\mu \geq 2.75 \qquad (٦)$$

بر اساس آئین‌نامهٔ فیما ٣٥٦ [17]، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل بارافزون یکی از

روش‌های قابل قبول برای برآورد میزان ضریب کاهش شکل‌پذیری است. بر اساس این روش تحلیل، محققان مختلف روابط مختلفی را برای برآورد میزان ضریب کاهش شکل‌پذیری ارائه نموده‌اند که در ادامه به چند نمونه از آنها پرداخته می‌شود.

۱) روش مبتنی بر مفهوم تساوی تغییرمکان‌ها و مفهوم تساوی سطح زیر منحنی نیرو–تغییرمکان [18]:

بر اساس این روش سیستم‌های سازه‌ایی که دارای زمان تناوب طبیعی بزرگی هستند (مثلاً بیش از یک ثانیه)، تغییرمکان حداکثر نظیر حالت الاستیک فرضی با تغییرمکان حداکثر نظیر حالت غیرالاستیک (که برابر است با کوچک‌ترین مقدار تغییرمکان نظیر تشکیل مکانیزم یا تغییرمکان هدف) اختلاف اندکی با هم دارند و برای این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای براساس مفهوم تساوی تغییرمکان‌های الاستیک و غیرالاستیک ضریب کاهش شکل‌پذیری از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد.

$$R_\mu = \mu \qquad (۷)$$

هم‌چنین براساس این روش سیستم‌های سازه‌ایی که دارای زمان تناوب طبیعی نسبتاً کوچکی هستند (مثلاً کوچک‌تر از ۰/۵ ثانیه)، براساس مفهوم تساوی سطح زیر منحنی نیرو–تغییرشکل در حالت‌های الاستیک فرضی و غیرالاستیک و با فرض رفتار ایده‌ال الاستوپلاستیک کامل، ضریب کاهش شکل‌پذیری از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد.

$$R_\mu = \sqrt{(2\mu-1)} \qquad (۸)$$

۲) روش «نیومارک و هال» [19,20]:

براساس روش «نیومارک و هال» ضریب کاهش شکل‌پذیری از طریق روابط زیر تعیین می‌گردند.

$$0 < T < T_1/10 \quad \Rightarrow \quad R_\mu = 1 \qquad (۹)$$

$$T_1/10 < T < T_1/4 \;\Rightarrow\; R_\mu = \sqrt{2\mu-1}\left[\frac{T_1}{4T}\right]^{2.513\log\left[\frac{1}{\sqrt{2\mu-1}}\right]}$$

$$T_1/4 < T < T_1' \quad \Rightarrow \quad R_\mu = \sqrt{2\mu-1}$$

$$T_1' < T < T_1 \quad \Rightarrow \quad R_\mu = \frac{T.\mu}{T_1}$$

$$T_1 < T < T_2 \quad \Rightarrow \quad R_\mu = \mu$$

$$T_1 < T < 10.0\,s \quad \Rightarrow \quad R_\mu = \mu$$

$$T_1 = 2\pi\frac{\phi_{ev}.V}{\phi_{ea}.A} \qquad (۱۰)$$

$$T_1' = T_1\frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}} \qquad (۱۱)$$

$$T_2 = 2\pi\frac{\phi_{ed}.D}{\phi_{ev}.V} \qquad (۱۲)$$

A ، V و D به‌ترتیب عبارتند از شتاب، سرعت و تغییرمکان حداکثر شتاب نگاشت مورد نظر و ϕ_{ea} ، ϕ_{ed} و ϕ_{ev} به‌ترتیب عبارتند از ضرایب اصلاحی نظیر شتاب، سرعت و تغییرمکان طیفی.

۳) روش «لا و بیگز» [۲۱]:

مطابق روش «لا و بیگز» ضریب کاهش شکل‌پذیری از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود.

$$R_\mu = \alpha + \beta(\log T) \qquad (۱۳)$$

جدول ۱ مقادیر α و β در روش لا و بیگز

زمان تناوب	ضریب	μ=۲	μ=۳	μ=۴	μ=۵
۰/۱< T <۰/۵	α	۱/۶۷۹۱	۲/۲۲۹۶	۲/۶۵۸۷	۳/۱۱۰۷
	β	۰/۳۲۹۱	۰/۷۲۹۶	۱/۰۵۸۷	۱/۴۳۰۷
۰/۵< T <۰/۷	α	۲/۰۳۳۲	۲/۷۷۲۲	۳/۳۷۰۰	۳/۸۳۳۶
	β	۱/۵۰۵۵	۲/۵۳۲۰	۳/۴۲۱۷	۳/۸۲۲۳
۰/۷< T <۴/۰	α	۱/۸۴۰۹	۲/۴۸۲۳	۲/۹۸۵۳	۳/۴۱۸۰
	β	۰/۲۶۴۲	۰/۶۶۰۵	۰/۹۳۸۰	۱/۱۴۹۳

۴) روش «میراندا و برترو» [۲۲،۲۳] :

مطابق روش «میراندا و برترو» ضریب کاهش شکل‌پذیری از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد.

$$R_\mu = \frac{\mu-1}{\Phi} + 1 \ge 1 \qquad (۱۴)$$

که در آن:

$$\begin{cases} \Phi = 1+\frac{1}{10T-\mu T}-\frac{1}{2T}e^{-1.5(\ln(T)-0.6)^2} & (۱۵) \\ \Phi = 1+\frac{1}{12T-\mu T}-\frac{2}{5T}e^{-2(\ln(T)-0.2)^2} & (۱٦) \\ \Phi = 1+\frac{T_g}{3T}-\frac{3T_g}{4T}e^{-3(\ln(\frac{T}{T_g})-0.35)^2} & (۱۷) \end{cases}$$

در رابطهٔ (۱۷) T_g زمان تناوب غالب زلزله است که در آن پاسخ سرعت نسبی به حداکثر مقدار خود می‌رسد. هم‌چنین رابطهٔ (۱۵) برای زمین‌های سنگی، رابطهٔ (۱٦) برای زمین‌های رسوبی و رابطهٔ (۱۷) برای زمین‌های با خاک نرم تنظیم گردیده است.

مطابق آئین‌نامه فیما ۳٥٦ برای برآورد R_μ بایستی تغییرمکان هدف محاسبه و براساس آن منحنی ظرفیت دوخطی گردد. سپس براساس پارامترهای به‌دست آمده از منحنی دوخطی ضریب R_μ محاسبه گردد. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم)، تغییرمکان هدف ساختمان‌های طراحی شده یا مقاوم‌سازی شده از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد [۱۷].

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۱۸)$$

که در آن C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است و از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود.

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^{n} W_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^{n} W_i \phi_{1,i}^2} \quad (۱۹)$$

که در آن:

W_i وزن مؤثر لرزه‌ای؛

$\phi_{1,i}$ مؤلفهٔ بردار شکل مد اول در تراز i ؛

C_1 ضریب اصلاح برای تبدیل تغییر مکان‌های محاسبه شده از پاسخ خطی الاستیک به حداکثر تغییرمکان‌های غیرالاستیک مورد انتظار سازه می‌باشد. این ضریب از روابط زیر محاسبه می‌شود.

$$T_e \geq T_s \Rightarrow C_1 = 1 \quad (۲۰)$$

$$T_e < T_s \Rightarrow C_1 = [1+(R_d-1)T_s / T_e] / R_d \quad (۲۱)$$

T_e زمان تناوب مؤثر ساختمان مطابق رابطهٔ زیر:

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (۲۲)$$

که در آن:

T_i زمان تناوب اصلی الاستیک؛

K_i شیب خط مماس بر منحنی ظرفیت در مبدأ (سختی جانبی الاستیک سازه)؛

K_e سختی جانبی مؤثر سازه؛

T_s پارامتر نوع زمین مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران؛

R_d نسبت مقاومت و از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد.

$$R_d = \frac{S_a W}{V_y} \quad (۲۳)$$

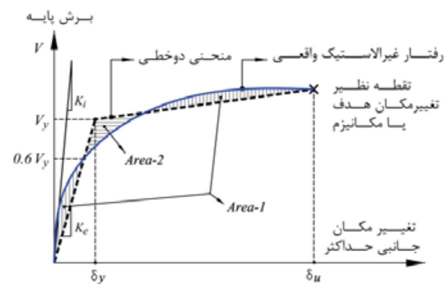
که در آن:

S_a شتاب طیفی به‌ازای زمان تناوب اصلی مؤثر؛

W وزن مؤثر لرزه‌ای می‌باشد.

برای محاسبهٔ تغییرمکان هدف با استفاده از رابطهٔ (۱۸) منحنی ظرفیت (منحنی برش پایه-تغییرمکان جانبی) باید تبدیل به منحنی دوخطی گردد تا برش پایه جاری شدن مؤثر سازه (V_y) و تغییرمکان نظیر آن (δ_y) تعیین و از این مقادیر برای محاسبه زمان تناوب مؤثر (T_e) استفاده شود. دوخطی کردن منحنی ظرفیت مطابق شکل (٤) به‌نحوی صورت می‌پذیرد که خط اول از نقطهٔ شروع با شیبی برابر با سختی جانبی مؤثر (K_e) رسم می‌گردد. سختی جانبی مؤثر برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر ٦۰٪ برش پایهٔ جاری شدن مؤثر سازه (V_y) می‌باشد. برش پایه جاری شدن مؤثر سازه (V_y) نباید از حداکثر برش پایه در نقاط مختلف ظرفیت بیشتر باشد. خط دوم نمایندهٔ شیب مثبت بعد از جاری شدن سازه است که از نقطه‌ای به مختصات (δ_u و V_u) و نقطه‌ای روی خط اول چنان ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر سطح زیر منحنی غیرخطی تا نقطهٔ (δ_u و V_u) باشد.

(δ_u و V_u) روی منحنی ظرفیت سازه در تغییرمکان هدف یا تغییرمکان نظیر تشکیل مکانیزم، هر کدام که کمتر باشد، قرار دارد.



شکل ٤ نحوهٔ دوخطی کردن منحنی ظرفیت

اگر چه ظاهراً به نظر می‌رسد که دوخطی کردن منحنی ظرفیت کار نسبتاً پیچیده‌ای است، لیکن به‌دلیل آن‌که در حد فاصل تشکیل دو مفصل پلاستیک در سازه، رفتار سازه خطی فرض می‌شود، لذا با استفاده از روش آزمون و خطا با انتخاب یک مقدار برای V_y، سطح زیر منحنی دو خطی محاسبه شده و با سطح زیر منحنی ظرفیت مقایسه می‌شود. در صورت یکسان نبودن سطح زیر منحنی دو خطی با سطح زیر منحنی ظرفیت، مقدار دیگری برای V_y انتخاب می‌شود و مراحل قبلی تکرار می‌شود. پس از رسیدن به دقتی قابل قبول، می‌توان تغییرمکان هدف و نیز مقادیر δ_y و V_y و V_u را تعیین نمود. در این تحقیق این عملیات از طریق تهیهٔ یک نرم‌افزار کوچک صورت گرفته است.

یکی از گام‌های مهم در تحلیل بارافزون اختصاص رابطهٔ نیرو–تغییرشکل به اعضا است. اساساً رفتار غیرالاستیک هر عضو و یا به‌عبارت دیگر رابطهٔ نیرو–تغییرشکل باید از طریق نتایج آزمایشگاهی تعیین شود. لیکن در آئین‌نامهٔ فیما ٣٥٦ قید شده است که به‌جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی برای تعیین ظرفیت تغییرشکل اعضا استفاده نمود. در این تحقیق برای مدل‌سازی رابطهٔ غیرالاستیک نیرو–تغییرشکل از روابط مندرج در فیما ٣٥٦ بهره برده شده است.

نحوهٔ مدل‌سازی رابطهٔ غیرالاستیک نیرو–تغییرشکل در نرم‌افزارهای متعارف بدین‌گونه است که فرض می‌شود تغییرشکل غیرالاستیک اعضا در مفاصل پلاستیک متمرکز می‌شوند و رفتار سایر نقاط اعضا الاستیک باقی می‌مانند. در اعضای خمشی (نظیر تیرها و ستون‌ها) مفاصل پلاستیک عموماً به ابتدا و انتهای عضو و یا به محل‌هایی که نیروهای متمرکز اعمال می‌شوند، اختصاص داده می‌شوند که می‌توانند از نوع M، V و اندرکنش P-M باشد. در اعضای محوری نظیر مهاربندها و نیز ستون‌هایی که دارای رفتار محوری هستند، این مفاصل پلاستیک می‌تواند از نوع P اختیار شوند و به وسط اعضا اختصاص یابد.

در ابتدای این بخش به روش‌های مختلف محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری پرداخته شد. هر کدام از این روش‌ها دارای محدودیت‌ها و ویژگی‌هایی هستند. به‌عنوان مثال، رابطهٔ (٧) برای سازه‌هایی قابل کاربرد است که دارای زمان تناوب بیش از یک ثانیه هستند. هم‌چنین رابطهٔ (٨) برای سازه‌هایی قابل کاربرد است که دارای زمان تناوب کمتر از ٠/٥ ثانیه هستند. از آن‌جاییکه زمان تناوب سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق اکثراً بین ٠/٥ تا یک ثانیه هستند، لذا محاسبهٔ ضریب کاهش شکل‌پذیری این سازه‌ها با استفاده از روابط (٧) و (٨) دارای اعتبار نخواهد بود.

اگر چه امروزه محاسبهٔ ضریب کاهش شکل‌پذیری براساس هر کدام از روش‌های «نیومارک و هال»، «لا و بیگز» و «میراندا و برترو» مورد تایید متخصصان می‌باشد، لیکن به‌دلیل برخورداری روش «میراندا و برترو» از اقبال عمومی بیشتر نزد محققان، در این تحقیق برای محاسبهٔ ضریب کاهش شکل‌پذیری از روش «میراندا و برترو» استفاده شده است.

تحلیل بارافزون و محاسبهٔ ضریب کاهش شکل‌پذیری

در این مقاله برای ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری،

از ۳۲ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ضربدری که در دو دهانهٔ میانی مجاور هم قرار گرفته‌اند، استفاده شده است. از این ۳۲ قاب ۱٦تای آنها مربوط به قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ضربدری معمولی از یک تا ۱٦ طبقه و ۱٦تای دیگر آنها مربوط به قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ضربدری ویژه از یک تا ۱٦ طبقه است.

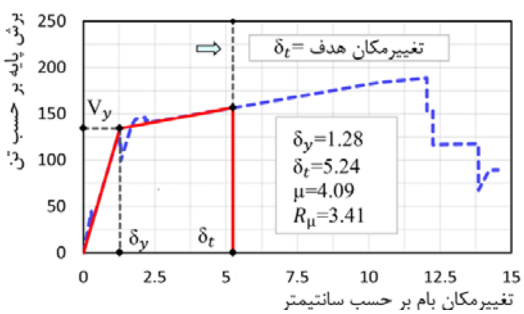
در جداول (۲) و (۳) مقادیر پارامترهای مربوط به محاسبهٔ تغییرمکان هدف، مقادیر مربوط به منحنی دوخطی ایده‌ال و نهایتاً مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری براساس رابطهٔ میرانـدا و برترو به‌ترتیب برای شانزده قاب مهاربندی شدهٔ ضربدری معمولی و ویژه، که در دو دهانهٔ میانی مجاور هم قرار گرفته‌اند، ارائه شده است. هم‌چنین در شکل‌های (٦) و (۷) منحنی‌های ظرفیت و منحنی‌های دوخطی ایده‌ال به‌ترتیب برای هشت قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی و ویژه (قاب‌های با تعداد طبقات زوج) نمایش داده شده است. اگرچه مقادیر ارائه شده در جداول (۲) و (۳) و نیز منحنی‌های ظرفیت ارائه شده در شکل‌های (٦) و (۷) به خودی خود نمایانگر ویژگی‌های این‌گونه قاب‌های مهاربندی شده می‌باشد، لیکن در بخش بعدی این مقاله این ویژگی‌ها به تفصیل مورد بحث و بررسی قرار خواهد گرفت.

جدول ۲ پارامترهای مربوط به منحنی ظرفیت ۱٦ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی و واقع در دو دهانهٔ میانی

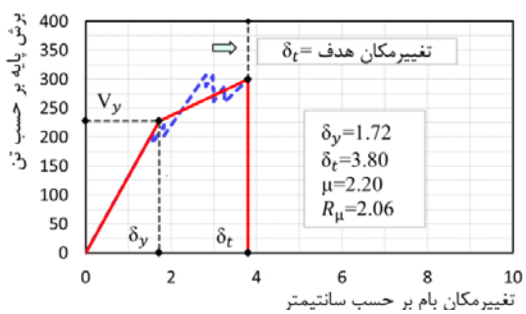
تعداد طبقات قاب	T_e (s)	C_0	C_1	S_a	δ_t (cm)	δ_y (cm)	V_y (ton)	V_u (ton)	μ	Φ	R_μ (Miranda)
یک طبقه	۰/۳٤۵	۱/۰۰	۱/٦۸	۰/۸۷۵	٤/۳۵	۰/۹۰	۷۳/۳	۸۳/۲	٤/۸۳	۱/۳٦	۳/۸۲
دو طبقه	۰/۳٦۸	۱/۲۱	۱/٤۷	۰/۸۷۵	۵/۲٤	۱/۲۸	۱۳٤/۳	۱۵٦/۵	٤/۰۹	۱/۲۸	۳/٤۱
سه طبقه	۰/۳۸۷	۱/۲۹	۱/۲۳	۰/۸۷۵	۵/۱۷	۱/۱۰	۱٤۲/۲	۲۲۱/۸	٤/۷۰	۱/۲۸	۳/۸۹
چهار طبقه	۰/٤۲۷	۱/۳٤	۱/۱۳	۰/۸۷۵	۳/۸۰	۱/۷۲	۲۲۷/۹	۳۰۰/۰	۲/۲۰	۱/۱٤	۲/۰٦
پنج طبقه	۰/۵۲۳	۱/۳۸	۱/۰۰	۰/۸٤۹	٤/٦۹	۲/۳۷	۲۵۰/۹	۳۱۹/۳	۱/۹۸	۱/۰۱	۱/۹۷
شش طبقه	۰/٦۲۲	۱/٤۰	۱/۰۰	۰/۷۵٦	۵/۷۸	۳/۰۸	۲٦۹/۸	۳٤۳/۱	۱/۸۷	۰/۹۰	۱/۹۷
هفت طبقه	۰/۷۱۰	۱/٤۵	۱/۰۰	۰/٦۹۳	۷/۷۹	۳/۷۳	۲۷۷/٦	۳۷۳/۱	۲/۰۹	۰/۸۳	۲/۳۱
هشت طبقه	۰/۷۹۰	۱/٤۵	۱/۰۰	۰/٦٤۵	۸/۳٦	٤/۹۵	۳۲۷/۰	٤۰٦/٤	۱/٦۹	۰/۷۸	۱/۸۹
نه طبقه	۰/۸۹۵	۱/٤٦	۱/۰۰	۰/۵۹٤	۹/٤۲	۵/۲٤	۲۹۷/٤	٤۱۷/٤	۱/۸۰	۰/۷٤	۲/۰۸
ده طبقه	۰/۹۷۲	۱/٤۸	۱/۰۰	۰/۵٦۲	۱۹/۵۳	۸/۰٦	٤۱۸/٤	٤۹٦/۲	۱/٤۲	۰/۷٤	۲/۹۳
یازده طبقه	۱/۰۵٦	۱/٤۹	۱/۰۰	۰/۵۳۲	۱٤/۱۱	۸/۱۱	۳۸۷/۳	٤۸۷/۱	۱/۷٤	۰/۷۳	۲/۰۱
دوازده طبقه	۱/۱۳۸	۱/۵۲	۱/۰۰	۰/۵۰٦	۱۷/۹۱	۱۰/۰٤	٤٤۱/۹	۵٤٦/۸	۱/۷۸	۰/۷٤	۲/۰٦
سیزده طبقه	۱/۲۵۳	۱/۵۲	۱/۰۰	۰/٤۷٤	۱۷/۰۰	۱۰/٤۲	٤۰۷/۵	۵۲٤/٦	۱/٦۳	۰/۷٦	۱/۸۳
چهارده طبقه	۱/۳۳٤	۱/۵۳	۱/۰۰	۰/٤۵۵	۲۱/۷۲	۱۲/۸٤	٤۷۲/٤	۵۷۱/٤	۱/٦۹	۰/۷۸	۱/۸۹
پانزده طبقه	۱/٤٤۷	۱/۵٤	۱/۰۰	۰/٤۳۱	۳٤/۵۳	۱۵/٤٤	۵۱٤/٦	٦۰۲/۰	۲/۲٤	۰/۸۱	۲/۵۳
شانزده طبقه	۱/۵۲۰	۱/۵۵	۱/۰۰	۰/٤۱۷	۳۷/۱۱	۱۸/۲۹	۵۷۸/۹	٦٦۵/۸	۲/۰۳	۰/۸۳	۲/۲۵

جدول ۳ پارامترهای مربوط به منحنی ظرفیت ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه و واقع در دو دهانهٔ میانی

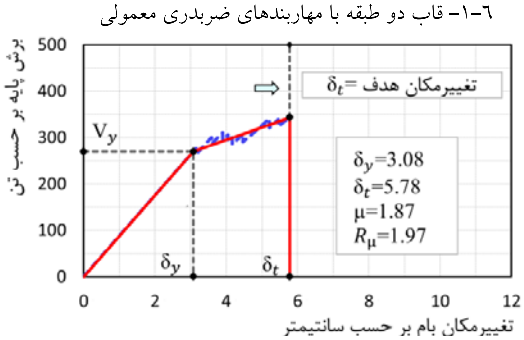
تعداد طبقات قاب	T_e (s)	C_0	C_1	S_a	δ_t (cm)	δ_y (cm)	V_y (ton)	V_u (ton)	μ	Φ	R_μ (Miranda)
یک طبقه	۰/۳۴۵	۱/۰۰	۱/۶۸	۰/۸۷۵	۴/۳۵	۰/۹۲	۷۴/۴	۸۳/۲	۴/۸۳	۱/۳۶	۳/۸۲
دو طبقه	۰/۵۳۷	۱/۱۹	۱/۰۰	۰/۸۷۵	۸/۸۸	۱/۸۰	۷۷/۷	۹۷/۸	۴/۹۳	۱/۰۷	۴/۶۷
سه طبقه	۰/۶۶۰	۱/۲۷	۱/۰۰	۰/۸۷۵	۱۲/۶۳	۲/۸۷	۱۳۰/۶	۱۴۵/۵	۴/۴۰	۰/۹۲	۴/۷۱
چهار طبقه	۰/۵۰۴	۱/۳۳	۱/۰۰	۰/۸۷۰	۷/۳۰	۱/۷۲	۱۶۶/۲	۲۲۴/۰	۴/۲۵	۱/۰۹	۳/۹۸
پنج طبقه	۰/۶۷۲	۱/۳۷	۱/۰۰	۰/۷۴۶	۱۱/۴۷	۲/۹۱	۱۸۸/۲	۲۱۸/۳	۳/۹۴	۰/۸۹	۴/۲۹
شش طبقه	۰/۶۷۷	۱/۴۰	۱/۰۰	۰/۷۱۵	۱۱/۴۰	۳/۳۲	۲۴۱/۱	۲۸۵/۱	۳/۴۳	۰/۸۸	۳/۷۷
هفت طبقه	۰/۷۸۱	۱/۴۳	۱/۰۰	۰/۶۵۰	۱۴/۰۹	۴/۳۷	۲۷۱/۲	۳۱۲/۴	۳/۲۲	۰/۸۰	۳/۷۷
هشت طبقه	۰/۸۸۴	۱/۴۵	۱/۰۰	۰/۵۹۸	۱۶/۸۴	۵/۵۱	۲۸۸/۰	۳۳۳/۶	۳/۰۶	۰/۷۶	۳/۷۱
نه طبقه	۰/۹۹۷	۱/۴۶	۱/۰۰	۰/۵۵۲	۱۹/۹۱	۶/۶۰	۳۰۰/۵	۳۶۴/۰	۳/۰۲	۰/۷۴	۳/۷۲
ده طبقه	۱/۱۱۵	۱/۴۸	۱/۰۰	۰/۵۱۳	۲۳/۴۶	۷/۷۴	۳۰۸/۶	۳۸۳/۰	۳/۰۳	۰/۷۵	۳/۷۲
یازده طبقه	۱/۲۳۰	۱/۴۹	۱/۰۰	۰/۴۸۰	۲۶/۸۹	۸/۹۰	۳۱۶/۴	۳۹۳/۰	۳/۰۲	۰/۷۷	۳/۶۴
دوازده طبقه	۱/۳۵۳	۱/۴۹	۱/۰۰	۰/۴۵۱	۳۰/۵۷	۱۰/۴۳	۳۳۰/۴	۳۹۴/۰	۲/۹۳	۰/۷۹	۳/۴۴
سیزده طبقه	۱/۴۷۲	۱/۵۰	۱/۰۰	۰/۴۲۶	۳۲/۸۰	۱۱/۴۶	۳۲۹/۰	۳۹۹/۸	۲/۸۷	۰/۸۲	۳/۲۸
چهارده طبقه	۱/۵۸۷	۱/۵۱	۱/۰۰	۰/۴۰۵	۳۳/۵۰	۱۳/۲۳	۳۴۴/۱	۴۱۷/۹	۲/۵۳	۰/۸۵	۲/۸۱
پانزده طبقه	۱/۷۵۷	۱/۵۱	۱/۰۰	۰/۳۷۹	۳۵/۰۰	۱۳/۹۲	۳۱۷/۹	۳۸۹/۵	۲/۵۲	۰/۸۹	۲/۷۲
شانزده طبقه	۱/۷۷۵	۱/۵۴	۱/۰۰	۰/۳۷۶	۳۰/۰۰	۱۶/۱۲	۳۷۶/۹	۴۴۷/۷	۱/۸۶	۰/۸۹	۱/۹۷



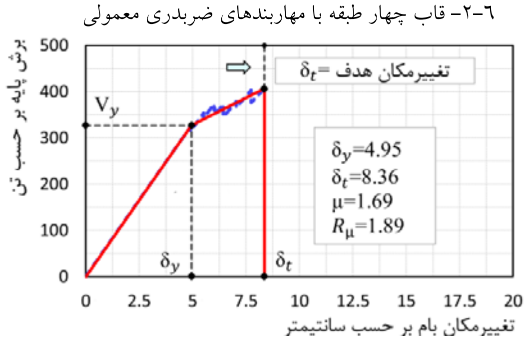
۶-۱- قاب دو طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی



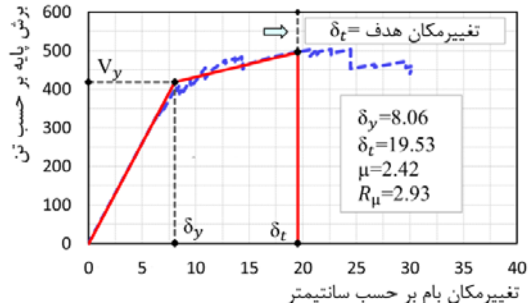
۶-۲- قاب چهار طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی



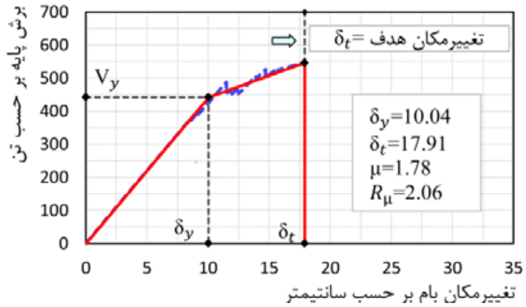
۶-۳- قاب شش طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی



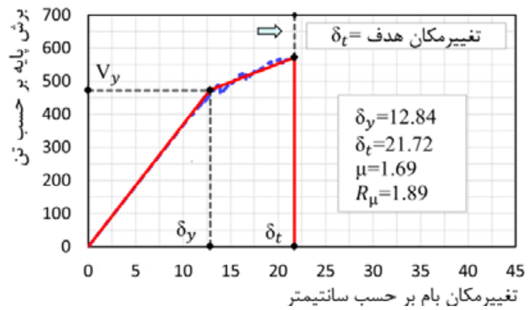
۶-۴- قاب هشت طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی



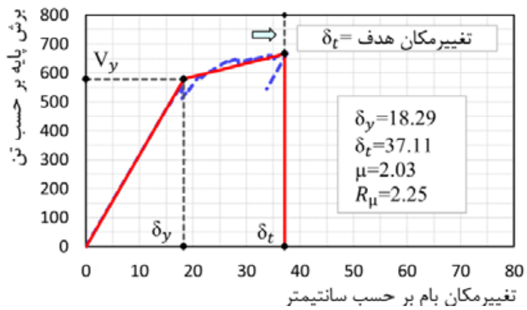
٦-٥- قاب ده طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی



٦-٦- قاب دوازده طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی

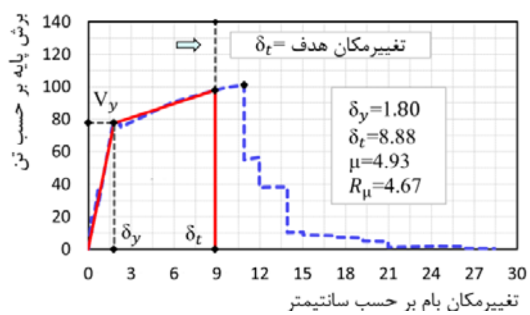


٦-٧- قاب چهارده طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی

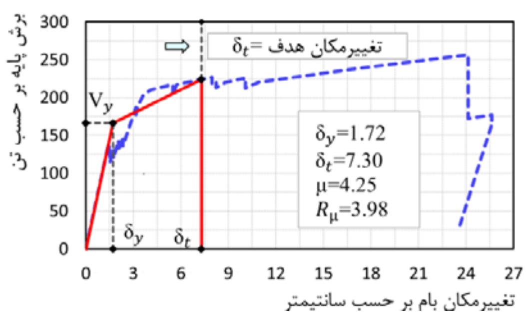


٦-٨- قاب شانزده طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی

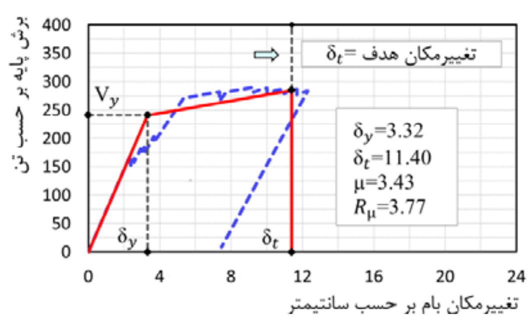
شکل ٦ منحنی ظرفیت ٨ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ضربدری معمولی و واقع در دو دهانهٔ میانی



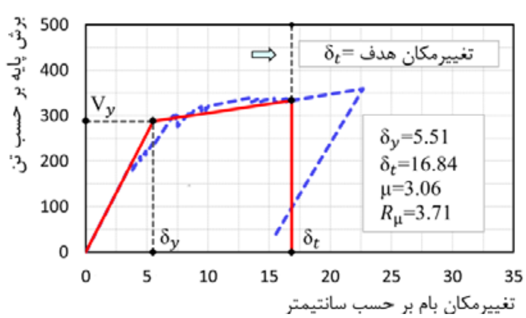
٧-١- قاب دو طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



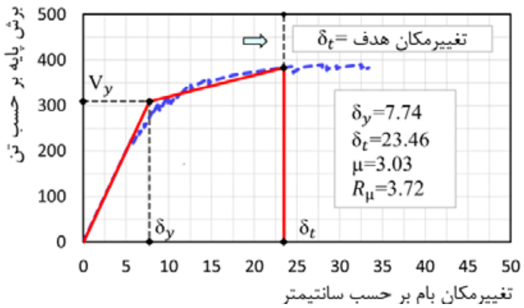
٧-٢- قاب چهار طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



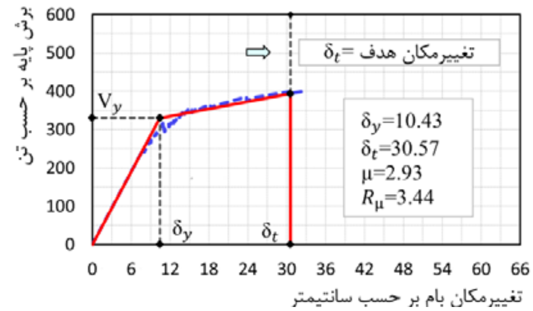
٧-٣- قاب شش طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



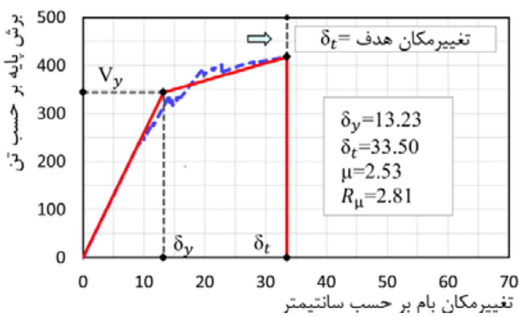
٧-٤- قاب هشت طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



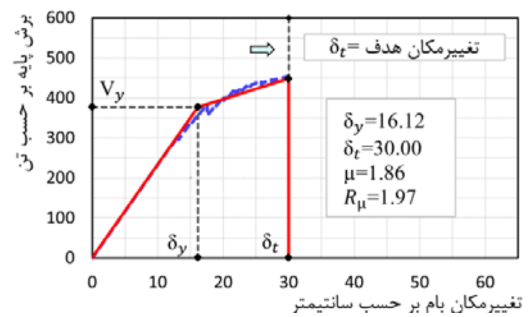
۷–۵– قاب ده طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



۷–٦– قاب دوازده طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



۷–۷– قاب چهارده طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



۷–۸– قاب شانزده طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه

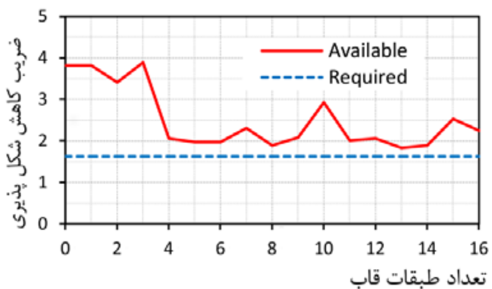
شکل ۷ منحنی ظرفیت ۸ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ضربدری ویژه و واقع در دو دهانهٔ میانی

بحث و بررسی

ذکر این نکته ضروری است که برای خوانندگان این مقاله ممکن است این پرسش مطرح باشد که انتخاب دهانه‌های میانی برای مهاربندها براساس چه ملاحظاتی بوده است. در واقع باید گفت که چون ضریب کاهش شکل‌پذیری مهاربندهای واقع در دهانه‌های کناری به‌خاطر حساس بودن آنها به نیروی بلندشدگی ستون و نیز ضریب کاهش شکل‌پذیری مهاربندهای واقع در دهانه‌های میانی به‌خاطر عدم مشارکت ستون‌های واقع در طرفین دو دهانه مهاربندی شدهٔ مجاور هم در برابر نیروهای جانبی، با هم متفاوت هستند، از این‌رو در این مقاله تلاش شده است فقط رفتار قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری و واقع در دو دهانهٔ میانی مجاور هم، مورد ارزیابی قرار گیرد.

قاب‌های مهاربندی شدهٔ ضربدری معمولی و واقع در دو دهانهٔ میانی مجاور هم. مطابق مقادیر جدول (۲) ضریب کاهش شکل‌پذیری ١٦ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری معمولی و واقع در دو دهانه میانی مجاور هم از ۱/۸۳ تا ۳/۱۹ متغیر می‌باشد. کلیهٔ این مقادیر از مقدار پیش‌بینی شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) بیشتر است و از منظر ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد انتظار، در این نوع قاب‌های مهاربندی شدهٔ ضربدری، ضعف عمده‌ای مشاهده نمی‌شود. در واقع چون این نوع قاب‌ها برای نیروهای بزرگ‌تری طراحی می‌شوند، لذا ابعاد مقاطع مهاربندهای به‌کار رفته در این نوع قاب‌ها نسبت به ابعاد مهاربندهای به‌کار رفته در قاب‌های با مهاربند ویژهٔ بزرگ‌تر به‌دست می‌آید و این بزرگ‌تر بودن ابعاد مقاطع مهاربندها باعث می‌شود V_y این‌گونه سیستم‌های

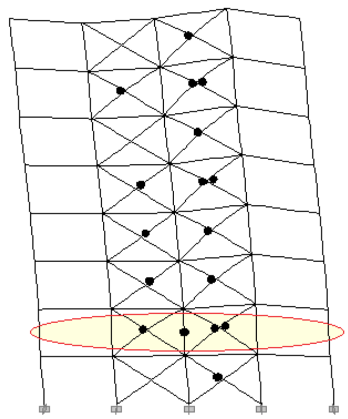
سازه‌ای نسبت به مهاربندهای همگرای ویژه بالاتر رود و در نتیجه علی‌رغم کمتر بودن δ_u آنها، شکل‌پذیری موردنیاز تأمین می‌گردد. زیرا مطابق نمودار شکل (۸) در همهٔ قاب‌های مهاربندی شدهٔ ضربدری معمولی مورد بررسی، ضریب R_μ از مقدار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران بیشتر است ($R_\mu \geq 3.5/2=1.75$).



شکل ۸ مقایسهٔ ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود با مورد نیاز ۱۶ قاب مهاربندی شده ضربدری معمولی

براساس نتایج به‌دست آمده از این تحقیق، ضعف عمده‌ای که در اینگونه قاب‌های ساختمانی مهاربندی شدهٔ ضربدری مشاهده گردید، این بود که مطابق منحنی‌های ظرفیت نشان داده شده در شکل (٦) اکثر این نوع قاب‌های مهاربندی شده نمی‌توانند تغییرمکان هدف مورد نظر آئین‌نامه‌ها را تجربه نمایند و مشابه مکانیزم فروریختگی نمایش داده شده در شکل (۹) برای قاب مهاربندی شدهٔ ضربدری معمولی هشت طبقه، قبل از رسیدن تغییرمکان حداکثر غیرالاستیک به تغییرمکان هدف، سازه به حالت مکانیزم می‌رسد و فرو می‌ریزد. ولی با این وجود به‌دلیل بالاتر بودن سطح مقاومت طراحی این نوع قاب‌های مهاربندی شده، شکل‌پذیری مورد نظر آئین‌نامه‌ها تأمین می‌شود.

نکتهٔ دیگری که توجه به آن حائز اهمیت است، در آئین‌نامهٔ ASCE7 برای ارتفاع این نوع قاب‌ها محدودیت ۳۵ فوت (معادل ۱۰/۷ متر) پیش‌بینی شده است. براساس نتایج این تحقیق، این محدودیت می‌تواند افزایش یابد، زیرا مطابق نتایج به‌دست آمده حتی برای قاب‌های تا شانزده طبقه نیز مشکلی از نظر میزان شکل‌پذیری مورد نیاز مشاهده نگردید و این به‌خاطر بالاتر بودن سطح مقاومت طراحی این‌گونه قاب‌های مهاربندی شده بوده است که پایین‌تر بودن شکل‌پذیری آنها را جبران می‌کند.



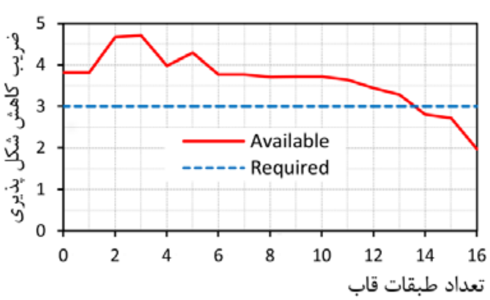
شکل ۹ مکانیزم فروریختگی قاب مهاربندی شدهٔ ضربدری معمولی هشت طبقه

نکتهٔ دیگری که توجه به آن نیز حائز اهمیت است، در شکل (۹) مشاهده می‌شود که در لحظهٔ تشکیل مکانیزم در ستون میانی مفصل پلاستیک ایجاد شده است. شاید چنین تصور شود که چون در این ستون‌ها برآیند نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری همدیگر را خنثی می‌کنند در نتیجه در ستون‌های میانی نباید مفصل پلاستیک رخ دهد. ولی باید به این نکته توجه نمود که این استدلال فقط برای تحلیل‌های الاستیک صادق است، زیرا در تحلیل‌های الاستیک در این ستون‌ها ناشی از زلزله، نیروی محوری ایجاد نمی‌شود و این ستون‌ها فقط برای بارهای ثقلی طراحی می‌شوند، ولی در تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی (تحلیل بارافزون) چون ظرفیت مهاربندهای فشاری کمتر از ظرفیت مهاربندهای کششی است، در نتیجه مهاربندهای فشاری

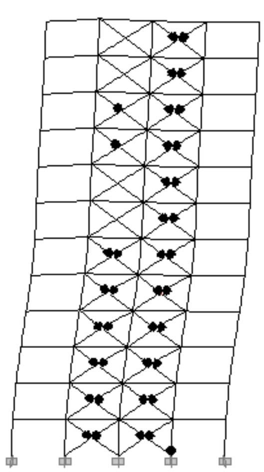
زودتر از مهاربندهای کششی به حداکثر ظرفیت خود می‌رسند و مطابق آئین‌نامهٔ فیما ۳۵٦ اگر تغییرشکل آنها از یک حدی بیشتر باشد در آنها افت مقاومت به‌وجود می‌آید. پس از این گام بارگذاری، چون نیروی محوری مهاربند فشاری کاهش می‌یابد، لذا نیروی محوری به‌وجود آمده در مهاربندهای کششی باعث می‌شود در این ستون‌ها نیروی محوری ایجاد گردد و به نیروی محوری ناشی از بارهای ثقلی اضافه شود و چون این ستون‌ها فقط برای بارهای ثقلی طراحی شده‌اند درنتیجه این افزایش نیروی محوری باعث به‌وجود آمدن مفصل پلاستیک در این ستون‌ها می‌شود.

قاب‌های مهاربندی شدهٔ ضربدری ویژه و واقع در دو دهانهٔ میانی مجاور هم. مطابق مقادیر ارائه شده در جدول (۳) ضریب کاهش شکل‌پذیری ۱٦ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه و واقع در دو دهانهٔ میانی، از ۱/۹۷ تا ٤/۷۱ متغیر است. مطابق شکل (۱۰) در صورتی‌که ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نیاز مطابق ASCE7 منظور باشد ($R_\mu \geq 6/2=3$) چهار تا از این شانزده قاب مهاربندی شده شکل‌پذیری مورد نیاز را تأمین نکرده اند. البته چون این قاب‌ها براساس R = ۵/۵ طراحی شده‌اند، ممکن است وضع از این نیز بدتر شود. چنانچه ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نیاز این قاب‌ها مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران مورد نظر باشد ($R_\mu \geq 5.5/2=2.75$) دو تا از این قاب‌های مهاربندی شده شکل‌پذیری مورد نیاز را تأمین نکرده اند. بنابراین براساس نتایج به‌دست آمده از این تحقیق می‌توان نتیجه گرفت که در سیستم‌های سازه‌ای از نوع قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه و دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ده طبقه) که در آن مهاربندها در دو دهانهٔ میانی مجاور هم قرار دارند، شکل‌پذیری مورد انتظار تأمین نمی‌شود.

هم‌چنین، براساس نتایج این تحقیق می‌توان نتیجه گرفت که ضریب رفتار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) برای قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه منطقی‌تر از مقدار پیشنهاد شده در آئین‌نامهٔ ASCE7 است، زیرا در قاب‌های مهاربندی شدهٔ ضربدری ویژه و دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ده طبقه)، ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نظر آئین‌نامهٔ ASCE7 نسبت به ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نظر استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) به سختی تأمین می‌شود.



شکل ۱۰ مقایسهٔ ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود با مورد نیاز ۱٦ قاب ساختمانی مهاربندی شدهٔ ضربدری ویژه



شکل ۱۱ مکانیزم فروریختگی قاب مهاربندی شده

ضربدری ویژهٔ هشت طبقه

هم‌چنین، ضرایب کاهش شکل‌پذیری به‌دست آمده برای شانزده قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه و واقع در دو دهانهٔ میانی مجاور هم، نشان می‌دهد که در قاب‌های بالای ده طبقه افت محسوسی در ضریب کاهش شکل‌پذیری به‌وجود می‌آید و در آنها قاب نمی‌تواند تغییرمکان هدف را تجربه نموده و مشابه مکانیزم فروریختگی نمایش داده شده در شکل (۱۱) قبل از رسیدن حداکثر تغییرمکان غیرالاستیک قاب به تغییرمکان هدف، قاب به حالت مکانیزم می‌رسد و فرو می‌ریزد. براساس نتایج این تحقیق برای حل این ضعف در این نوع قاب‌ها، می‌توان برای آنها براساس تعداد طبقات و یا براساس زمان تناوب محاسباتی، دو نوع ضریب رفتار پیشنهاد نمود. به‌طور مثال می‌توان برای قاب‌های دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ۱۰ طبقه) ضریب رفتار را کمتر از ۵/۵ (مثلاً ۵ و یا کوچک‌تر) در نظر گرفت.

نتیجه‌گیری

نتایج به‌دست آمده از تحلیل، طراحی و تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بارافزون) شانزده قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری معمولی و واقع در دو دهانه میانی مجاور هم، نشان می‌دهد که:

۱) میزان مصالح مصرفی در این نوع قاب‌های مهاربندی شده نسبت به قاب‌های مهاربندی شدهٔ ضربدری ویژه به‌ترتیب برای قاب‌های از یک تا شانزده طبقه، ۱۵ تا ۲۵ درصد بیشتر است.

۲) در این نوع قاب‌های ساختمانی حتی برای قاب‌های تا شانزده طبقه ضریب کاهش شکل‌پذیری از مقدار مورد نظر آئین‌نامه ASCE7 ($R_\mu \geq 3.25/2=1.625$) بیشتر است و این‌گونه قاب‌های مهاربندی شده از منظر تأمین شکل‌پذیری مورد نیاز مشکلی ندارند.

۳) مطابق منحنی‌های ظرفیت تهیه شده برای این‌گونه قاب‌های مهاربندی شده، در اکثر مواقع رفتار این نوع قاب‌های مهاربندی شده تغییرمکان هدف را تجربه نمی‌نمایند و قبل از رسیدن به آن به حالت مکانیزم می‌رسند. ولی با این وجود به‌خاطر بالاتر بودن سطح مقاومت آنها شکل‌پذیری مورد انتظار تأمین می‌شود.

٤) حداکثر ارتفاع مجاز این نوع قاب‌های مهاربندی شده می‌تواند از مقدار مورد نظر آئین‌نامهٔ ASCE7 که حدوداً ۱۰/۷ متر می‌باشد، بیشتر در نظر گرفته شود.

هم‌چنین، نتایج به‌دست آمده از تحلیل، طراحی و تحلیل استاتیکی غیرخطی شانزده قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه و واقع در دو دهانهٔ میانی مجاور هم نشان می‌دهد که:

۱) با توجه به این‌که براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در قاب‌های با مهاربند همگرای ویژه، تیرها و ستون‌ها باید در برابر تحلیلی که در آن مهاربندها به حداکثر ظرفیت خود می‌رسند، مورد کنترل قرار گیرند، از این‌رو در این نوع قاب‌ها مکانیزم فروریختگی اکثراً از نوع مکانیزم کمانش یا تسلیم کلیهٔ مهاربندها است و در این نوع قاب‌ها، عموماً مکانیزم زودرس به‌وجود نمی‌آید.

۲) مطابق نتایج این تحقیق، ضریب رفتار پیشنهاد شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران ($R=5.5$) برای قاب‌های مهاربندی شدهٔ ضربدری ویژه منطقی‌تر از ضریب رفتار پیش‌بینی شده در آئین‌نامهٔ ASCE7 ($R=6$) است.

۳) متأسفانه در این نوع سیستم‌های سازه‌ای در قاب‌های دارای زمان تناوبی محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ده طبقه) شکل‌پذیری مورد نیاز تأمین نمی‌شود. براساس نتایج به‌دست آمده از این تحقیق، برای قاب‌های دارای زمان تناوب

محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ده طبقه) باید از ضریب رفتار کمتری استفاده شود. به‌عنوان پیشنهاد می‌توان ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده با مهاربندهای ویژه و دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ده طبقه) را برابر ۵ درنظر گرفت.

٤) مطابق منحنی‌های ظرفیت ارائه شده برای این نوع قاب‌ها، در قاب‌های دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ۱۰ طبقه)، رفتار سازه عموماً تغییرمکان هدف را تجربه نمی‌نماید و قبل از رسیدن به آن قاب به حالت مکانیزم می‌رسد و فرو می‌ریزد و این مسئله نشان دهندهٔ لزوم توجه ویژه به این نوع قاب‌ها و لزوم تجدید نظر در ارائهٔ ضریب رفتار قاب‌های دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه از این نوع سیستم‌های سازه‌ای را تأیید می‌نماید.

مراجع

1. Asghari, A., "Dynamics of Structures, Basic and Applications to Earthquake Engineering", Volume 1,2, Publisher: Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran, (2013).
2. BHRC, "Iranian Code of Practice for seismic Resistant Design of Buildings: Standard No. 2800 (4rd Edition) ", Building and Housing Research Center, (2015).
3. Uriz, P., Filippou, F.C. and Mahin, S.A., "Model for cyclic inelastic buckling of steel braces", *J. Struct. Eng*., No 134(4), pp. 619–628, (2008).
4. Uriz, P. and Mahin, S.A., "Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures", PEER-2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Univ. of California, Berkeley, Berkeley, CA; (2008).
5. Uang, C.M. and Nakashima, M., "Steel buckling-restrained frames", 16, Earthquake engineering: From engineering seismology to performance-based engineering, Y. Bozorgnia and V. V. Bertero, eds, CRC Press, Boca Raton, FL; (2004).
6. Mofid, M., Lotfollahi, M., "On the characteristics of new ductile knee bracing systems", *Journal of Constructional Steel Research*, No 62, pp.271–281, (2006).
7. Balendra, T., Huang, X., "Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950", *Journal of Structural Engineering*, ASCE 2003; No 129(8), pp. 1019–35, (2003).
8. Kim, J., Choi, H., "Response modification factors of chevron-braced frames", *Engineering Structures*, No. 27,pp. 285–300, (2005).
9. Maheri, MR., Akbari R., "Seismic behavior factor, *R*, for steel X-braced and knee-braced RC buildings", *Engineering Structures*, No. 25(15), pp.1505–13, (2003).
10. Mahmoudi, M., Zaree, M., "Evaluating response modification factors of concentrically braced steel

frames", *Journal of Constructional Steel Research*; No. 66, pp. 1196-1204, (2010).

11. Asgarian, B., Shokrgozar, HR., "BRBF response modification factor", *Journal of Constructional Steel Research*;No. 65(2), pp. 290-8, (2009).
12. MHUD, "Iranian National Building Code, Part 10, Steel Structure Design", Tehran (Iran): Ministry of Housing and Urban Development; (2013).
13. American Institute of steel construction (AISC341), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", (2010).
14. American Society of Civil Engineers (ASCE7), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", pp.7, (2010).
15. ETABS, "Integrated building design software", version 9.7.3, Berkeley; (California), USA: Inc., (1995).
16. American Institute of steel construction, "Specification for structural steel buildings", (2010).
17. Federal Emergency Management Agency (FEMA), "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", (FEMA 356), Washington, DC, (2000).
18. Balendra, T. and Huang, X., "Overstrength and Ductility Factors for Steel Frames Designed According to BS 5950", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 8, (2003).
19. Newmark, N.M. and Hall, W.J., "Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities", Rep. No. 46, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, (1973).
20. Newmark, N.M. and Hall, W.J., "EERI Monograph Series", Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, (1982).
21. Lai, S.P. and Biggs, J.M., "Inelastic Response Spectra for Seismic Building Design", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 106, No. ST6, (1980).
22. Miranda, E., "Site-Dependent Strength Reduction Factors", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 12, (1993).
23. Miranda, E. and Bertero, V.V., "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, No. 2, (1994).